

# EFICIENCIA DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO BASADOS EN RESORTES HELICOIDALES Y AMORTIGUADORES VISCOSOS<sup>1</sup>

José E. Stuardi, Julio C. Massa y Miguel E. Ruiz<sup>2</sup>

Resumen: Los aisladores sísmicos formados por un paquete de resortes helicoidales conectados en paralelo con amortiguadores viscosos (Base Control System, BCS) son actualmente una alternativa técnica válida dentro del incipiente mercado dominado casi exclusivamente por la opinión general sobre la efectividad de los aisladores compuestos por capas superpuestas de goma y metal. Haciendo abstracción de los problemas tecnológicos vinculados con la construcción de los aisladores, en el presente trabajo se discute las prestaciones obtenibles por distintos sistemas de aislamiento con variadas flexibilidades horizontales y verticales. Se usa como aplicación el caso real de un edificio de la Residencia Estudiantil de la Facultad Regional Mendoza de la Universidad Tecnológica Nacional, en Argentina. Como variables de control se utilizan los desplazamientos máximos en la base y las aceleraciones y esfuerzos en zonas claves de la estructura. El análisis se lleva a cabo utilizando un modelo de Elementos Finitos y para el cálculo de la respuesta sísmica se usa el método de respuesta espectral, registros sísmicos y envolventes de espectros. Se muestra la capacidad de filtrado de los sistemas dinámicos estudiados, haciendo hincapié en el carácter y en la respuesta de los modos del sistema de aislamiento y los modos de deformación del edificio. En forma general se observa que si bien las aceleraciones transmitidas a la superestructura son menores para los aisladores de goma-metal, debido a la posibilidad de utilizar periodos naturales más largos, esta práctica queda limitada por la gran demanda de desplazamientos en los aisladores. La reducción de esfuerzos en el hormigón debido al aislamiento es igualmente efectiva para ambos casos, debido a las características del desacoplamiento logrado.

**Palabras clave:** aisladores de resorte, aislamiento sísmico, amortiguadores, “Base Control System”, respuesta sísmica.

## EFFICIENCY OF SEISMIC ISOLATION SYSTEMS BASED ON HELICOIDAL SPRINGS AND VISCOUS DAMPERS

Abstract: Seismic isolators composed of a set of helicoidal springs connected in parallel with viscous dampers are currently a feasible technical alternative in an incipient market dominated almost exclusively by the general conviction about the effectiveness of isolators made up of superimposed rubber and metal layers. Disregarding the technological problems associated with the construction of the isolators, the present work discusses the performance of several isolation systems with different horizontal and vertical flexibilities. An actual building used as a student residence for the Mendoza Campus of the National Technological University in Argentina is selected as a case study. Maximum displacements at the base level, accelerations and internal forces and moments in key areas of the structure are used to compare the efficiency of both systems. The analysis is carried out using a Finite Element model and the seismic response is calculated with the response spectrum method, seismic records and spectral envelopes. The filtering capacity of the dynamic systems studied is shown, emphasizing the importance of the characteristics and the response of the isolation system modes and the deformation modes of the building. The accelerations transmitted to the super-structure are in general smaller for the rubber-metal isolators. However, this alternative is limited due to the possibility of having to use larger natural periods which imposes larger displacement demands on the isolators. The stresses reduction in concrete is equally effective for both systems, due to the characteristics of the uncoupling achieved.

**Keywords:** Base Control System, dampers, seismic isolation, seismic response, spring isolators.

<sup>1</sup> Artículo recibido el 2 de abril de 2007 y en forma revisada el 10 de junio de 2007.

<sup>2</sup> Departamento de Estructuras. Facultad de C. E. F y N., Universidad Nacional de Córdoba, Casilla de Correo 916, 5000 Córdoba, Argentina. E-mails: [jose\\_stuardi@gerb.com.ar](mailto:jose_stuardi@gerb.com.ar), [jmassa@efn.uncor.edu](mailto:jmassa@efn.uncor.edu), [mruiz@efn.uncor.edu](mailto:mruiz@efn.uncor.edu).

## INTRODUCCIÓN

Las normas actuales permiten diseñar las estructuras de forma tal que operen en rangos inelásticos para sismos severos. La capacidad de la estructura de deformarse cíclicamente sin sufrir daños de importancia, llamada ductilidad, ha jugado siempre un rol importante en el diseño sismorresistente. Esta capacidad depende de las características intrínsecas del material y fundamentalmente de la forma en que se diseñan los miembros estructurales que componen el conjunto. Tanto el diseño como la construcción deben ser verificados, con el objeto de asegurar la existencia real de un mínimo de ductilidad y capacidad de disipación de energía, procurando que la demanda sísmica no supere a la reserva estructural. Sin embargo la reserva de ductilidad final disponible es de difícil determinación, ya que requiere cálculos no lineales basados en hipótesis difícilmente verificables en la práctica. Hay que tener también presente que la utilización de la ductilidad de la estructura conduce a daños en elementos estructurales y no estructurales.

Por otro lado, la corrección y el mejoramiento de la respuesta estructural con el auxilio de dispositivos mecánicos es una realidad desde hace algo más de dos décadas. Estos dispositivos se colocan en la base de la estructura con el objeto de lograr el desacoplamiento de la señal sísmica, o en la estructura misma para aumentar el amortiguamiento o para corregir propiedades estructurales. En el primer caso, conocido como aislamiento sísmico de base, la estructura es montada directamente sobre un conjunto de elementos flexibles, con la finalidad de filtrar la señal sísmica mediante un sistema resonante de baja frecuencia. El dispositivo debe ser capaz de soportar los esfuerzos y desplazamientos a los que será sometido durante un sismo, lo que origina complejos problemas tecnológicos. Por esta razón en muchos casos, el diseño del aislamiento de base responde más a la posibilidad de utilizar uno u otro material y sistema, que a una selección estricta de las propiedades realmente requeridas por el sistema. Aún así es evidente que los aisladores mecánicos pueden ser diseñados y contruidos con un control de calidad que supera holgadamente los estándares habituales de la construcción civil, con la ventaja que pueden ser inspeccionados y eventualmente reemplazados como piezas de repuesto y como parte de un “retrofit” de la estructura. En cambio, la reparación de daños en una estructura es siempre una tarea difícil.

Respecto de la disponibilidad de dispositivos de aislamiento de base, tema del presente trabajo, estos han sido motivo de investigaciones y desarrollos teórico-prácticos de la más variada índole; se han propuesto diversas formas y materiales incluyendo deslizadores friccionales en base a acero inoxidable y teflón (Constantinou y Tadjbakhsh, 1984; Kelly y Beucke, 1983), sistemas pendulares friccionales (Mekha et al., 1990; Zayas et al., 1990), capas de elastómeros intercaladas con chapas de acero (Ministry of Works and Development, 1983; Kelly, 1993; Skinner et al., 1993) y combinaciones de ellos (Tajirian et al., 1990; Mostaghel y Khodaverdian, 1988; Nagashima et al., 1987). Básicamente se pretende una elevada elasticidad horizontal combinada con un alto amortiguamiento. Tanto el medio elástico que soporta la carga estática, como el amortiguador experimentan desplazamientos relativamente grandes. Otros requisitos necesarios para el uso de la estructura aislada de sismos son la rigidez de los soportes, la estabilidad de las estructuras y los externos, durabilidad semejante a la vida útil de la estructura, simplicidad y precio reducido.

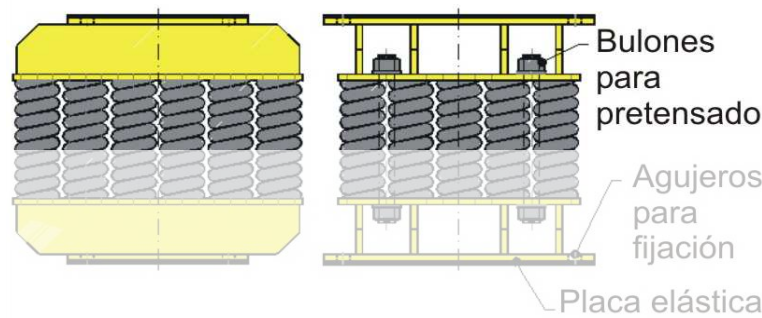
La idea de colocar resortes de acero como parte de la fundación elástica de máquinas tuvo sus orígenes a principios del siglo XX; comenzó a aplicarse en primera instancia en máquinas de pequeño porte y se extendió posteriormente a fundaciones de máquinas pesadas e instalaciones industriales de importancia, como las plateas de fundación de turbogeneradores (Hüffmann, et al., 2005). En muchos casos actuales, la incorporación de elasticidad en las fundaciones está más relacionada con otras ventajas, tales como flexibilidad del trazado (“lay-out”), economía en los costos de la subestructura o fundación, o protección contra asentamientos diferenciales del terreno. Así como en el ámbito de las fundaciones de máquinas, donde todavía hoy la fundación elástica genera alguna resistencia ideológica, en el ámbito de la ingeniería civil sismorresistente aparecen constantemente nuevos planteos técnico-económicos.

A partir de la tecnología y la experiencia ganada en el uso de resortes cilíndricos helicoidales de acero y amortiguadores basados en masa viscosa en el ámbito mecánico, y después en la protección de máquinas, equipos e instalaciones en áreas sísmicas, se aplicó esta idea al aislamiento de base de edificios, sobre una estructura metálica de uso habitacional (Makris y Deoscar, 1996), a principios de los años 90 en California. El buen desempeño sísmico de esa construcción frente al sismo de Northridge en 1994 fue un punto a favor. Sin embargo, la elevada flexibilidad vertical de los aisladores entonces utilizados generó controversias por la presencia de movimientos pendulares que atentan contra la estabilidad del sistema, sobre todo en edificios de mediana y gran altura.

Con posterioridad se realizaron otros diseños de resortes y amortiguadores (Nawrotzki, 2001a; Nawrotzki, 2001b), que condujeron a definir el sistema BCS (Base Control System). En el año 2002 se instaló un sistema de aisladores basado en resortes y amortiguadores viscosos en la Residencia Estudiantil de la Facultad Regional Mendoza de la Universidad Tecnológica Nacional de Argentina. Tanto el edificio aislado como un edificio similar colindante sobre una fundación tradicional rígida fueron instrumentados a principios del año 2005 por lo que se espera contar con registros reales comparativos que permitan avanzar en el desarrollo de protecciones sismorresistentes de base.

El sistema de aislamiento originalmente propuesto para el edificio en Mendoza estaba constituido por aisladores de elastómero laminado entre placas metálicas que incluían un núcleo de plomo con el objeto de aumentar el amortiguamiento. Esta configuración usualmente se conoce como aislador Neozelandés, o también LRB (por la siglas en inglés de “Lead Rubber Bearing”).

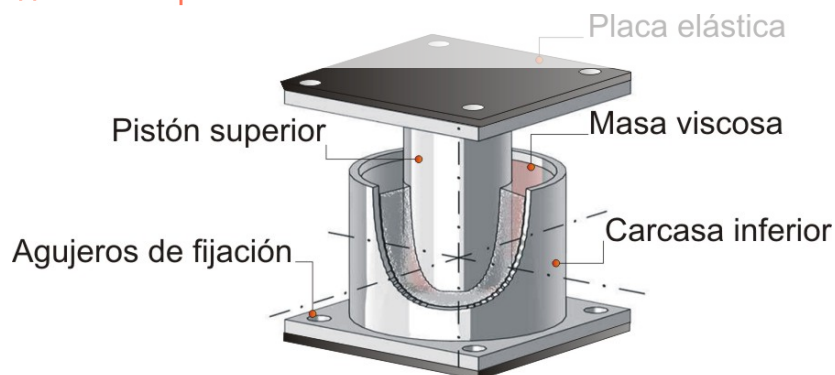
El desempeño sísmico del edificio (Tornello y Sarrazin, 2003; Stuardi, 2003), fue analizado tomando como base once señales sísmicas reales (Instituto Nacional de Prevención Sísmica, 1989) y se compararon los resultados obtenidos con aisladores LRB vs. BCS. Este último, que es el sistema finalmente instalado en obra, tiene como características una rigidez lineal tanto en dirección horizontal como vertical y un amortiguamiento cuyo comportamiento se aproxima al lineal viscoso. La Figura 1 muestra un esquema del sistema BCS.



**Figura 1: Esquema de un aislador de resortes helicoidales cilíndricos, Sistema BCS.**

La característica distintiva del aislamiento utilizado es la existencia de flexibilidad vertical que proviene de una relación de rigidez vertical / horizontal de los resortes helicoidales de tan sólo 7,48; mientras que la flexibilidad horizontal no es tan elevada como en el caso de los aisladores de goma. Esta flexibilidad vertical está acompañada de amortiguamiento en esta dirección, lo que evita resonancias indeseables.

Los amortiguadores viscosos, como se muestra en la Figura 2, están compuestos por una carcasa inferior que contiene una masa viscosa. El pistón de la carcasa superior penetra en la masa y genera una fuerza viscosa en las tres direcciones ortogonales. Un manguito de protección cierra herméticamente ambas carcasas para evitar la introducción de elementos extraños y la contaminación de la masa viscosa.



**Figura 2: Esquema de un amortiguador viscoso, Sistema BCS.**

La frecuencia natural vertical final del edificio es de 3,28 Hz y la primera frecuencia horizontal (levemente pendular) es de 1,05 Hz. La relación de amortiguamiento horizontal teórico del amortiguador es del 30%, mientras que la vertical es del 15%.

Debido a que el período propio horizontal del sistema BCS es relativamente bajo, su capacidad de reducir las aceleraciones en la estructura es en general menor que la del sistema LRB; sin embargo los desplazamientos resultantes son favorablemente menores. La reducción de las aceleraciones en los pisos altos es un factor determinante para evitar daños en elementos no estructurales y lograr la protección de equipos electrónicos sensibles, por ejemplo en hospitales y oficinas de control estratégico de desastres. Por otro lado, el desplazamiento horizontal del aislador combinado con los

esfuerzos normales puede provocar fenómenos de segundo orden e inestabilidad del sistema, lo que es evitado diseñando aisladores de elevadas dimensiones en planta, con el consecuente aumento de material y costos. Los desplazamientos del edificio deben ser tenidos en cuenta en la arquitectura de la obra, mediante el diseño de -no siempre bien vistas- juntas perimetrales y conexiones flexibles para suministro y evacuación de fluidos. Finalmente el elevado costo del terreno en zonas densamente pobladas de las grandes urbes es otro de los factores que obliga a mantener acotados a estos desplazamientos.

Respecto de los esfuerzos en miembros estructurales, las reducciones asociadas a la presencia del aislamiento de base fueron en ambos casos entre el 40 y el 50% de los valores correspondientes a la estructura rígida para esfuerzos normales, cortantes y flexionales, lo que pone de manifiesto su conveniencia. Los rendimientos aparentemente similares de ambos sistemas, en cuanto a la reducción de esfuerzos para las señales sísmicas consideradas, a pesar de las diferentes características de los aisladores, constituye la primera causa del estudio que aquí se realiza. Por otro lado, en el modelo provisto con aisladores LRB se constató la presencia de esfuerzos de máxima magnitud que eran generados por la excitación de modos de frecuencias relativamente altas a causa de la señal sísmica vertical.

## OBJETIVOS

El objetivo del presente trabajo es analizar los desplazamientos, aceleraciones y esfuerzos en la estructura en función de las diferentes direcciones de excitación horizontal y vertical, la contribución de los distintos modos a los esfuerzos totales y la influencia de la rigidez vertical sobre los esfuerzos de los miembros estructurales, para una familia de sistemas de aislamiento y mediante un análisis paramétrico.

Como variables de control para efectuar comparaciones se eligieron los desplazamientos en la base (demanda de desplazamientos sobre el aislador), aceleraciones en el piso superior (integridad de equipos, pánico, etc.), y esfuerzos en los miembros estructurales (daños en elementos estructurales). A tal fin se realizó un estudio paramétrico de la influencia de las rigideces horizontales y verticales sobre las magnitudes de control utilizando variadas combinaciones de aisladores.

## CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

El edificio estudiado forma parte de un grupo de construcciones en la Residencia Estudiantil de la Universidad Tecnológica Nacional en la ciudad de Mendoza, Argentina. Ha sido construido en hormigón armado y mampostería reforzada, utilizando ladrillos cerámicos llenos, tiene dimensiones en planta 8,2 x 8,7 m y una altura de 8,60 m con un peso final de 3200 t. La Figura 3 muestra las vistas de la zona de fundación del edificio aislado con la posición de los aisladores. Por razones normativas y comparativas la estructura se ha mantenido idéntica a la de un edificio sin aislamiento construido en su cercanía, con excepción de una viga perimetral a nivel de base, construida para alojar a los aisladores. El edificio es de conformación simétrica, con excepción de una leve asimetría respecto del plano XZ.

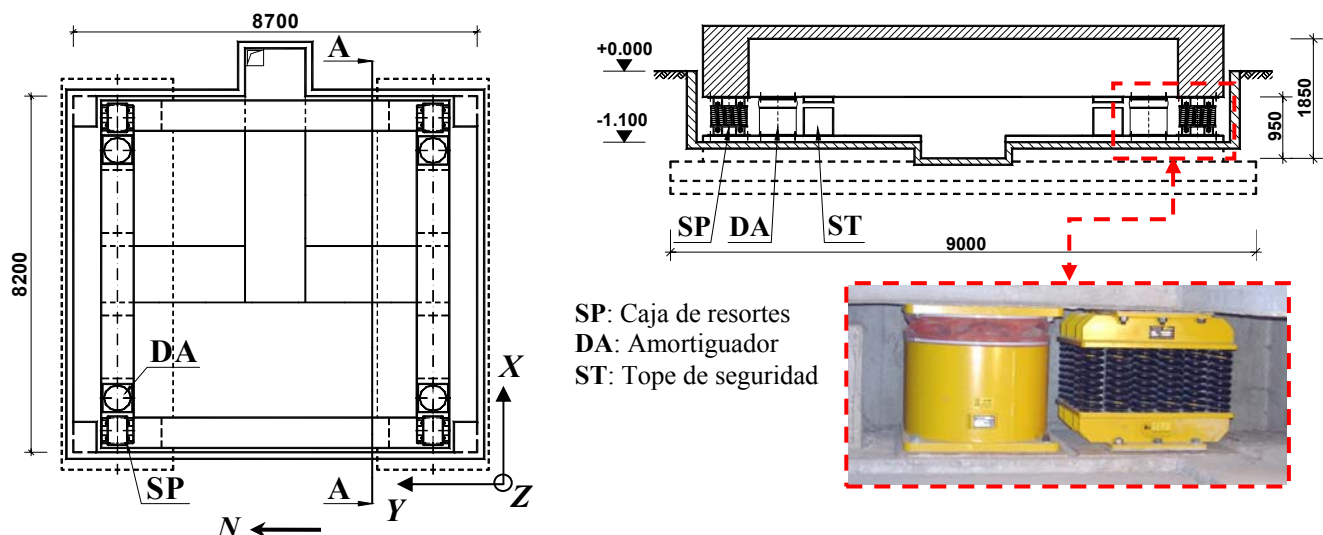


Figura 3: Vista y corte del edificio aislado, zona de fundación.



## MODELOS DE CÁLCULO

### Modelo del edificio aislado

A efectos del análisis se realizó un modelo de elementos finitos del edificio con una discretización suficiente a fin de calcular esfuerzos, mediante el programa SAP2000. La Figura 4 muestra el edificio y el modelo numérico creado en SAP2000. Por simplicidad no fue considerado ningún efecto asociado a la interacción suelo-estructura.

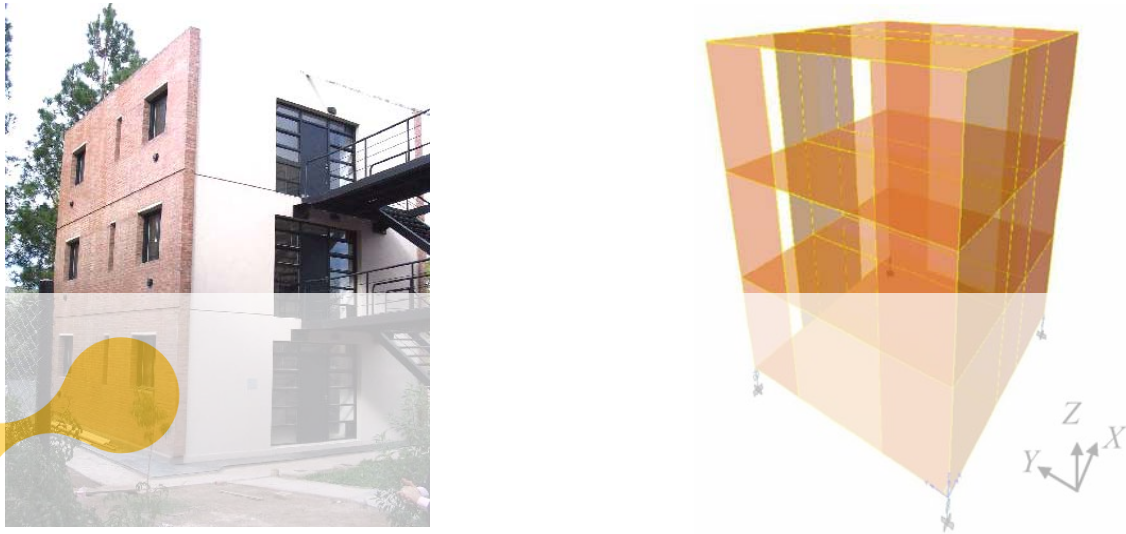


Figura 4: Modelo de elementos finitos del edificio con aislamiento de base.

### Modelos de aisladores utilizados

El aislador LRB considerado originalmente en el proyecto del año 2003 fue descartado a efectos de este análisis comparativo, reemplazándolo por uno más adecuado a los requerimientos sísmicos, especialmente en lo referente a la consideración de algunas señales sísmicas de carácter impulsivo (Stuardi, 2003).

El comportamiento del nuevo aislador LRB, calculado sólo a efectos de este trabajo, puede ser descrito mediante un modelo de Wen (1976). La Figura 5 muestra el ciclo de histéresis. Sus propiedades son: Rigidez horizontal inicial  $9.6 \text{ kN/mm}$ , carga de fluencia del núcleo de plomo  $118 \text{ kN}$ , relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial  $0.105$ . La característica principal del aislador es la no linealidad, ya que la rigidez efectiva  $K_{eff}$  (Figura 6a) depende del desplazamiento del aislador, al igual que el período  $T$  y la relación de amortiguamiento  $\xi$  (Figura 6b). La rigidez vertical del aislador ha sido modelada como constante e igual a  $896 \text{ kN/mm}$ .

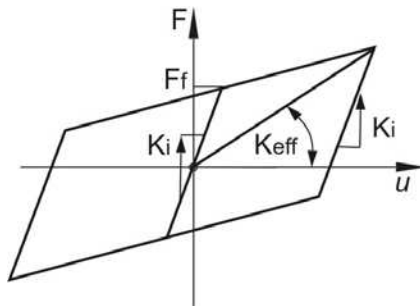


Figura 5: Modelo de comportamiento del aislador con histéresis.

El modelo utilizado para el aislador BCS tiene rigidez lineal y coeficiente de amortiguamiento constante. Los valores nominales de los cuatro conjuntos aisladores son: rigidez horizontal  $457 \text{ kN/mm}$ , rigidez vertical  $34,22 \text{ kN/mm}$ , coeficiente de amortiguamiento horizontal  $360 \text{ kNs/m}$  y coeficiente de amortiguamiento vertical  $180 \text{ kNs/mm}$ .

El modelo no lineal de histéresis conduce en principio a cálculos no lineales en el dominio del tiempo. El amortiguamiento lineal viscoso conduce también al mismo tipo de cálculo debido a la no proporcionalidad con la rigidez y con la masa. Es común entonces realizar la integración directa de las ecuaciones de movimiento en un subespacio que contempla un número reducido de modos de la estructura teniendo en cuenta las fuerzas del aislador (o del amortiguador viscoso) como fuerzas no lineales desequilibradas calculadas en cada paso de tiempo.

Si bien el método de integración directa de las ecuaciones de equilibrio puede representar adecuadamente a los aisladores, sólo permite analizar señales determinísticas en el dominio el tiempo. Por esta razón, y por la capacidad de análisis modal que brinda, se ha preferido en este trabajo emplear el método de espectro de respuesta, a pesar de la aproximación final necesaria en la suma modal de los máximos y atento a la posibilidad de obtener conclusiones generales y representar mejor a una situación de diseño mediante envolventes de espectros probables.

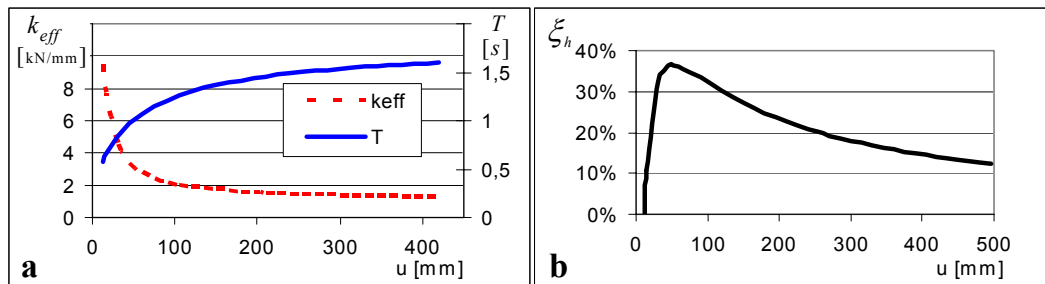


Figura 6: Rigidez efectiva, período horizontal resultante y relación de amortiguamiento del aislador LRB.

## METODOLOGÍA EMPLEADA Y ANÁLISIS REALIZADO

Se desarrolló un programa de cálculo de espectros de respuesta, que puede ser alimentado con datos provenientes de un modelo de análisis por elementos finitos, desde donde se obtienen modos, períodos propios, factores de participación modal y esfuerzos modales en miembros estructurales en puntos de interés para los modos considerados. El programa permite considerar distintas relaciones de amortiguamiento modales generadas por el sistema de aislamiento, efectuar un análisis de las componentes modales de cada variable de control y aproximar convenientemente la respuesta no lineal del sistema estructural.

Se considera la ecuación de equilibrio dinámico en coordenadas modales correspondiente al modo  $i$  de un sistema estructural excitado en su base:

$$\ddot{q}_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{q}_i(t) + \lambda_i q_i(t) = -\Gamma_i^d \ddot{u}_g^d(t) \quad (1)$$

donde  $q_i(t)$  es la coordenada modal,  $\xi_i$  la relación de amortiguamiento crítico modal,  $\lambda_i$  el autovector del problema de valores propios asociado,  $\ddot{u}_g^d(t)$  es la aceleración de base medida en una dirección determinada  $d=(x,y,z)$  y  $\Gamma_i^d$  el factor de participación modal definido por:

$$\Gamma_i^d = \phi_i^T M^d \mathbf{1}^d \quad (2)$$

donde  $\phi_i^T$  es el modo  $i$  transpuesto,  $M$  la matriz de masa y  $\mathbf{1}^d$  el vector de influencias conteniendo los desplazamientos en las coordenadas geométricas resultantes de un desplazamiento unitario en la base en la dirección  $d$  considerada.

Los desplazamientos máximos modales  $\hat{u}_i$  pueden ser calculados como:

$$\hat{u}_i = \phi_i \sum_d \Gamma_i^d S_{Di}^d \quad (3)$$

donde  $S_{Di}^d(\xi_i, T_i)$  es el espectro de desplazamientos relativos del modo  $i$ , en la dirección  $d$ , calculado a partir del espectro de pseudoaceleraciones  $S_{SA}$  como:

$$S_{Di}^d = \frac{S_{SAi}^d}{\omega_i^2} \quad (4)$$

Las aceleraciones modales absolutas y los esfuerzos modales máximos se obtienen haciendo:

$$\hat{\ddot{u}}_i = \phi_i \sum_d \Gamma_i^d S_{Ai}^d \quad \hat{F}_i = F_{\phi_i} \sum_d \Gamma_i^d S_{Di}^d \quad (5)$$

donde  $S_A$  es el espectro de respuesta de aceleraciones absolutas y  $F_{\phi_i}$  simboliza el esfuerzo modal (Normal, Corte o Flector) para el modo  $i$  considerado. Finalmente, tanto los desplazamientos como las aceleraciones y los esfuerzos máximos finales en la historia del tiempo pueden ser aproximados por el método SRSS o con mejores resultados con el método CQC (Wilson et al, 1981), que tiene en cuenta que los valores modales máximos en los modos no son estadísticamente independientes. Según la regla SRSS, el esfuerzo máximo  $\hat{F}$  en la toda la historia de tiempo puede ser aproximada según:

$$\hat{F} = \sqrt{\sum_i \hat{F}_i^2} \quad i=1 \dots n \quad (6)$$

donde  $n$  es el número máximo de modos considerados. Según la regla CQC:

$$\hat{F} = \sqrt{\sum_i \sum_j \hat{F}_i \rho_{ij} \hat{F}_j} \quad i=1 \dots n ; \quad j=1 \dots n \quad (7)$$

siendo

$$\rho_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + r \xi_j) r^{1.5}}{(1-r^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j r (1+r^2) + 4(\xi_i^2 \xi_j^2) r^2} ; \quad r = \omega_i / \omega_j \leq 1 \quad (8)$$

### Señales sísmicas utilizadas

El riesgo sísmico potencial de la estructura fue definido originalmente sobre la base de un estudio de microzonificación (Instituto Nacional de Prevención Sísmica, 1989), teniendo en cuenta terremotos registrados en la zona, las fuentes sismogénicas del Gran Mendoza y la caracterización de aquellas que interesan a la estructura considerada. En el presente análisis se consideraron dos sismos reales representativos de los 11 sismos originalmente considerados y además el sismo USNRC (United States Nuclear Regulatory Commission), con sus componentes horizontal y vertical. Los datos generales de los sismos reales se resumen en la Tabla 1, mientras que los espectros de pseudo aceleraciones de todas las señales se muestran en la Figura 7. Se consideraron además los espectros de diseño de las normas argentina CIRSOC 103, zona 4 y la Norma Chilena NCh2745, zona 2. Tanto los espectros verticales de diseño de normas como la componente vertical del sismo sintético USNRC fueron obtenidos adoptando un espectro vertical/horizontal (V/H) según Bozorgnia y Campbell (2004) para el caso de suelo firme y distancia epicentral de 60 km. Los espectros V/H resultan estar comprendidos entre 0,65 y 0,50 dependiendo del período.

Tabla 1: Datos generales de los terremotos reales considerados.

N°	Evento	Estación	Fecha	Comp.	Mag.	Distancia epicentro [km]	Tipo de Suelo	Durac. [seg]	PGA [g]	PGV [cm/s]	PGD [cm]	PGA-UP [g]
1	Kobe, Japón	Kobe Observ. JMA	17/01/95	N-S	6,9	0,60	rígido	15	0,821	81,3	17,7	0,33
2	Tabas, Irán	Tabas 9101	16/09/78	Transv.	7,4	3,00	compacto	25	0,852	121,4	94,6	0,69

### Casos considerados

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

Se realiza un estudio paramétrico basándose en aisladores genéricos caracterizados por su rigidez y amortiguamiento horizontal y vertical. Variando la rigidez horizontal de los aisladores se definen tres casos denominados GE, GO y GU (en orden de rigidez decreciente y períodos crecientes), según se muestra en la Tabla 2. En esta tabla  $T_h$  y  $\xi_h$  representan el período horizontal propio y la relación de amortiguamiento del sistema asociado de 1 Grado de Libertad (GL), mientras que  $c_v$  es el coeficiente de amortiguamiento lineal vertical adoptado.

Tabla 2: Modelos con variación de rigidez horizontal.

Modelos Variación $k_h$	$k_h$ [kN/mm]	$T_h$ [s]	$c_h$ [kN s/mm]	$\xi_h$ [%]	$c_v$ [kN s/mm]
GE	4,57	0,83	0,360	30,0	0,180
GO	1,28	1,57	variable(*)	variable(*)	0,092
GU	0,79	2,00	0,072	14,5	0,072

(\*): modelo de histéresis, depende de los desplazamientos horizontales según Fig. 5

El caso GE representa la rigidez horizontal típica del sistema resorte-amortiguador viscoso BCS, el sistema GO corresponde al período propio del aislador de goma LRB considerado y GU es una versión de aislador elastomérico con período propio más alto. Respecto al amortiguamiento, tanto los casos GE como GU tienen amortiguamiento lineal viscoso, mientras que el caso GO fue considerado con su modelo de histéresis no lineal.

Cada modelo de variación horizontal fue considerado a su vez en varias versiones mediante variaciones en la rigidez vertical de los aisladores. Las variantes verticales han sido resumidas en la Tabla 3. Las frecuencias  $f_v$  representan aquí las frecuencias teóricas verticales del sistema asociado de 1 GL. Finalmente en la Tabla 4 se resumen los 18 modelos utilizados. Notar además que el aislador BCS corresponde a GE4 y el LRB a GO1.

Tabla 3: Modelos de rigidez vertical.

Modelos	$k_v$	$f_v$
Variación $k_v$	[kN/mm]	[Hz]
0	2842	30,00
1	896	16,84
2	316	10,00
3	79	5,00
4	34	3,28
5	20	2,50

Tabla 4: Modelos de aisladores utilizados.

			Período horizontal $T_h$		
			0,83 s	1,57 s	2,00 s
			GE	GO	GU
Frec. vertical $f_v$	30,00 Hz	0	GE0	GO0	GU0
	16,84 Hz	1	GE1	GO1	GU1
	10,00 Hz	2	GE2	GO2	GU2
	5,00 Hz	3	GE3	GO3	GU3
	3,28 Hz	4	GE4	GO4	GU4
	2,50 Hz	5	GE5	GO5	GU5

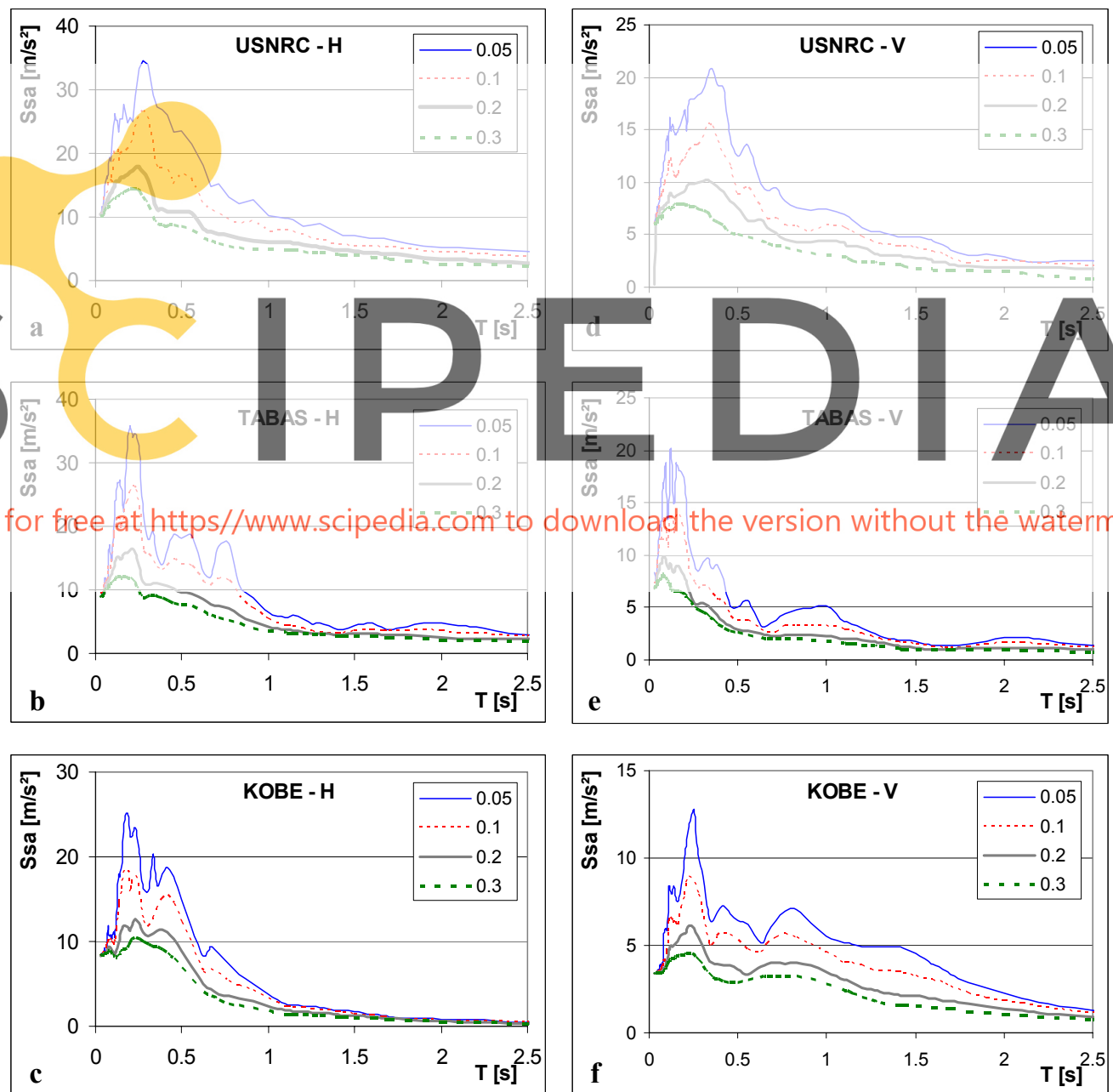


Figura 7: Espectros de pseudo aceleraciones de las señales sísmicas consideradas.



## Procedimiento para determinar los amortiguamientos modales

Todos los datos de ingreso al programa de cálculo de espectros de respuesta son obtenidos a partir del programa de elementos finitos, con excepción de los amortiguamientos modales  $\xi_i$  para calcular  $S_A$ ,  $S_{SA}$  y  $S_D$ . Para los modos del aislamiento, los  $\xi_i$  pueden ser estimados con buena aproximación por medio de un modelo de cuerpo rígido de la estructura. De este modelo simplificado se obtienen ecuaciones explícitas para el cálculo de las relaciones de amortiguamiento (Harris y Piersol, 2002). El programa fue calibrado y verificado para señales sísmicas en el dominio del tiempo. Posteriormente fue utilizado para extraer conclusiones referidas a la aplicación de los espectros de diseño de las Normas Argentinas y Chilenas.

## Influencia de la rigidez vertical de los aisladores

Si se considera al edificio como un cuerpo rígido apoyado sobre un sistema de aislamiento con rigidez horizontal  $k_h$  y vertical  $k_v$  (Figura 8), y partiendo de la base de magnitudes  $k_h$  y  $k_v$  comparables en magnitud, existe en cada plano vertical XZ–YZ un modo pendular con polo inferior PX–PY y otro modo pendular con polo superior QX–QY. Un aumento de rigidez vertical aleja el polo inferior convirtiéndolo en un modo de translación horizontal, mientras que el polo superior tiende al Centro de Gravedad (CG), convirtiéndose en un modo rotacional sobre dicho centro. En el esquema no se ha indicado el modo vertical (VE) ni el torsional en el eje vertical (TO). Los seis modos así obtenidos en la suposición de edificio rígido serán denominados en adelante como “modos del aislamiento”.



Figura 8: Influencia de la rigidez vertical en el análisis modal del edificio como cuerpo rígido.

Figura 9: Modo 5, modelo GE0,  $f = 9.9$  Hz

En la Tabla 5 se muestran las relaciones de amortiguamiento obtenibles bajo la hipótesis de edificio rígido y la distancia de los polos al CG para los distintos casos analizados. Estos valores han sido calculados para un edificio simétrico en planta, por lo que las frecuencias de los modos pendulares  $f_p$  y  $f_q$  en ambos planos verticales son idénticas. Los modos del modelo de cuerpo rígido de la Tabla 5 son aplicables a la estructura real si no se verifica un acoplamiento importante entre éstos y los modos propios del edificio rigidamente apoyado.

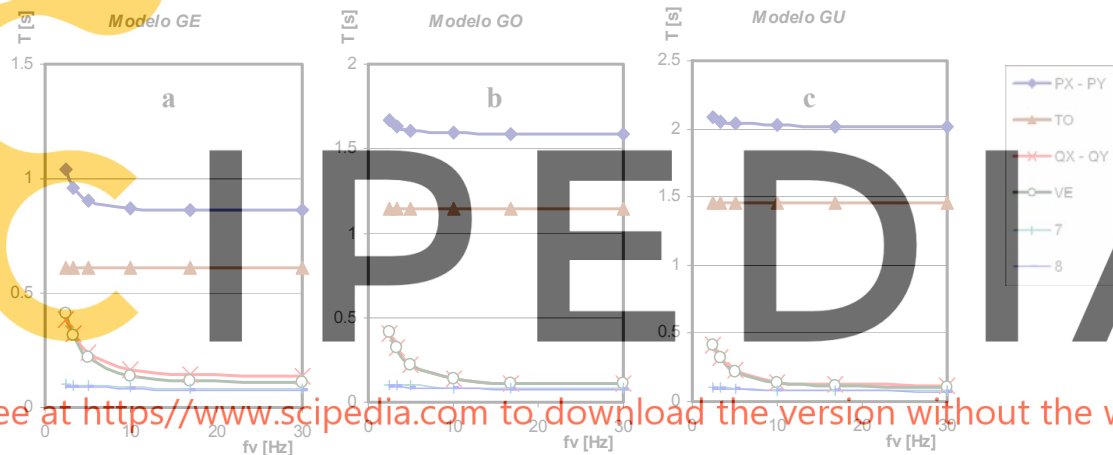
Teniendo presente que la primera frecuencia propia del edificio sobre fundación rígida es 4.7 Hz (periodo 0,21 s), se deduce que los modos de la tabla son aplicables con excepción de los pendulares de polo superior Q para todos los casos GE, GO y GU en los subcasos 0, 1, 2 y en forma marginal para el 3. En estos modos combinados estructura-aislador hay una participación importante en la distorsión de los aisladores y de la estructura civil, como puede verse en el ejemplo de la Figura 9.

En la Figura 10 se muestra la variación de los periodos de los modos en función de la rigidez vertical de los aisladores considerados para los modelos GE, GO y GU. Nótese que los aumentos de periodos de modos P y Q para frecuencias propias verticales  $f_v$  relativamente bajas son muy notables para los subcasos 4 y 5, en especial para GE4 y GE5, ya que la relación de rigidez vertical/horizontal llega a ser en estos últimos menor que 3, mientras que en el resto de los casos permanece mayor que 4.

Los valores de amortiguamiento modal de la Tabla 5 sirvieron como base para aproximar la respuesta no lineal debido a la consideración del amortiguamiento no lineal y no proporcional. Para los modos combinados el amortiguamiento es asumido como un promedio entre el correspondiente al modo del aislamiento y el amortiguamiento estructural del edificio, que para el resto de los modos se supuso del 3%.

**Tabla 5: Variación de  $\xi_i$  para los modos P, Q, VE y TO, distancia CG-polo y frecuencias propias de los modos P y Q para el modelo de edificio rígido. (\*) calculado para  $u = 400$  mm.**

		$\xi_i$				Dist. CG al		$f_P$	$f_Q$
		P	Q	VE	TO	Polo inf.	Polo sup.		
		%	%	%	%	m	m	Hz	Hz
(*)	GE0	29	2	1	51	-2234	0	1,20	34,55
	GE1	29	4	1	51	-705	0,02	1,20	19,44
	GE2	29	7	2	51	-250	0,09	1,19	11,61
	GE3	26	15	4	51	-64	0,23	1,16	5,96
	GE4	23	23	5	51	-29	0,42	1,10	4,10
	GE5	19	30	7	51	-18	0,71	1,04	2,31
	GO0	14	1	0	25	-8236	0	0,63	34,53
	GO1	14	1	1	25	-2596	0,01	0,63	19,39
	GO2	14	5	1	25	-916	0,01	0,63	11,53
	GO3	14	5	2	25	-230	0,06	0,62	5,80
	GO4	13	7	3	25	-100	0,13	0,62	3,85
	GO5	13	10	4	25	-58	0,22	0,61	2,98
	GU0	14	1	0	25	-13362	0	0,49	34,52
	GU1	14	1	0	25	-4212	0	0,49	19,39
	GU2	14	2	1	25	-1486	0,01	0,49	11,52
	GU3	14	4	1	25	-372	0,04	0,49	5,78
	GU4	14	6	2	25	-161	0,08	0,49	3,82
	GU5	13	8	3	25	-94	0,14	0,48	2,93



**Figura 10: Variación de los periodos de los modos en función de la rigidez vertical del aislador.**

### Cálculo de la respuesta espectral amortiguada

Para el caso de las tres señales sísmicas en el dominio del tiempo, los espectros pudieron ser calculados en forma exacta por la integral de convolución. Para el caso de cálculos con envolventes de espectros, es posible obtener aproximaciones de  $S_{SA}(\xi, T)$  partiendo del espectro para una relación de amortiguamiento del 5% y aplicando un factor de reducción  $f_r$  para amortiguamientos mayores de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
 S_{SA} &= a_0 + (f_r a_p - a_0) T / T_1 & \text{para } T < T_1 \\
 S_{SA} &= f_r a_p & \text{para } T_1 \leq T \leq T_2 \\
 S_{SA} &= \left(1 - |1 - f_r| \frac{T_2}{T}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{-c} a_p & \text{para } T > T_2
 \end{aligned} \tag{9}$$

donde  $T_1$  es el período al comienzo del plafón,  $T_2$  el período al fin del plafón,  $a_0$  la pseudo aceleración para  $T = 0$ ,  $a_p$  la pseudo aceleración del plafón,  $c = 2/3$  según CIRSOC 103. El espectro para valores de la relación de amortiguamiento menores al 5% se corrige reemplazando el factor  $f_r$  por el factor de amplificación  $f_a$ , definido como:

$$f_r = 1,5 / (1 + 10 \xi) \quad \xi > 0,05 \quad f_a = \sqrt{0,05 / \xi} \quad 0,005 > \xi > 0,05 \tag{10}$$

Para la norma Chilena NCh 2745 se utilizó el mismo criterio de reducción, mediante ecuaciones adaptadas para las formas del espectro allí especificadas. Se consideraron tanto los espectros debidos a aceleración en la dirección horizontal como vertical y ambos fueron corregidos debido al amortiguamiento.

## RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación se muestran una serie de gráficos conteniendo los resultados logrados. Los desplazamientos relativos fueron medidos en un punto de una esquina sobre la base del edificio y en dirección horizontal, mientras que las aceleraciones también horizontales en un punto con igual ubicación en planta pero situado en la azotea. Para el control de los esfuerzos se eligió una columna esquina en la zona inferior directamente por encima de la platea base de la superestructura. Todos los puntos objeto de estudio probaron ser representativos del estado general del movimiento y de los esfuerzos en la estructura. La misma señal horizontal se aplicó simultáneamente en la dirección X e Y.

La Figura 11 muestra la respuesta estructural calculada mediante espectros de respuesta (RSP) comparada con la obtenida por un cálculo no lineal en el dominio del tiempo (IDT) a modo de ejemplo y para el sismo de Kobe, bajo excitación horizontal y vertical actuando simultáneamente. A la derecha de cada gráfico se indica como caso “rig” el valor obtenido para base rígida (sin aislamiento). En todos los gráficos se observa una buena correlación entre las curvas que responden a los dos métodos de cálculo, lo que valida el procedimiento utilizado. Las Figuras 12, 13 y 14 muestran la respuesta RSP a los sismos de Kobe, Tabas y USNRC en sus componentes horizontal y vertical actuando separada y simultáneamente. Finalmente las Figuras 15 y 16 muestran de la misma forma la respuesta del edificio para los espectros de diseño de las normas CIRSOC 103 zona 4 para suelos rígidos (tipo I), intermedios (tipo II) y blandos (tipo III) y norma NCh 2745, zona 2.

En los gráficos a y b de las Figuras 12, 13 y 14 se observa que la variación de la rigidez vertical no modifica significativamente la respuesta debida a la excitación horizontal en el rango de rigideces considerado; ni los desplazamientos en la base, como tampoco las aceleraciones en la azotea sufren variaciones notables. Por otro lado las variaciones de  $k_v$  no modifican la tendencia general que resulta en menores desplazamientos y mayores aceleraciones para rigideces horizontales mayores, representadas por las curvas GU, GO y GE. Las aceleraciones en la azotea se mantienen también acotadas en todos los casos analizados y para un edificio de baja altura como el estudiado, aún cuando se consideren grandes rigideces horizontales y bajas verticales, como en el caso GE5 (ver Figuras 12b, 13b y 14b).

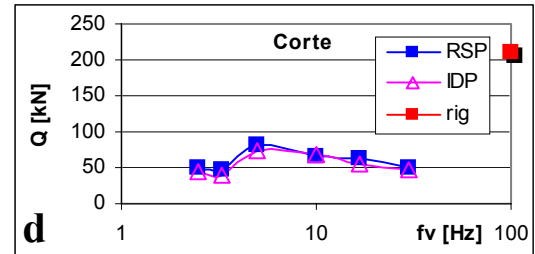
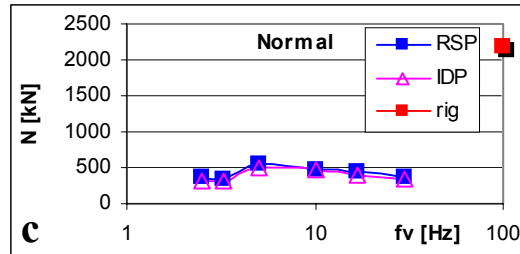
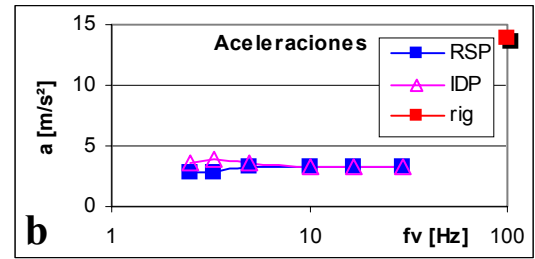
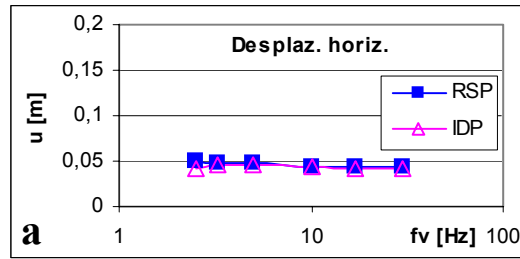
Respecto de los esfuerzos debidos a *excitación horizontal* y mostrados en las Figuras 12, 13 y 14, gráficos c y d, existe un ordenamiento de las curvas, donde las mayores magnitudes corresponden a los aisladores de rigideces horizontales mayores. Una excepción es el caso GO, cuyo amortiguamiento horizontal para desplazamientos entre 50 a 200 mm supera el 25%, lo que produce disminuciones en los esfuerzos y valores comparables a los casos GU de rigidez vertical equivalente.

Para el caso de *excitación vertical* los desplazamientos horizontales resultan despreciables (ver Figuras 12e, 13e y 14e). Para esta dirección de excitación existe, sin embargo, una importante amplificación de los esfuerzos respecto de los generados en el edificio sin aislamiento, con un factor de magnitud varias veces la unidad y dependiendo del sismo, lo que se observa en las Figuras 12, 13 y 14 en los gráficos g y h. Cuando la rigidez vertical es alta, los esfuerzos tienden a ser independientes de la rigidez horizontal, convergiendo las curvas a un mismo valor. Para rigideces verticales bajas existe una dependencia con la rigidez horizontal por el acoplamiento generado por las asimetrías. Notar que la magnitud de los esfuerzos debido a excitación vertical es del mismo orden y a veces mayor a los generados por excitación horizontal.

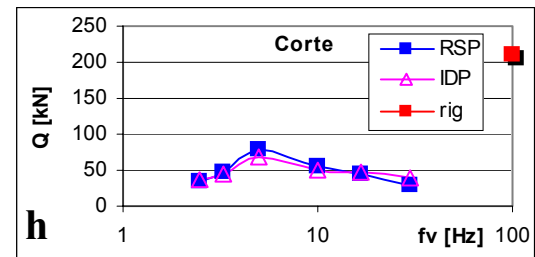
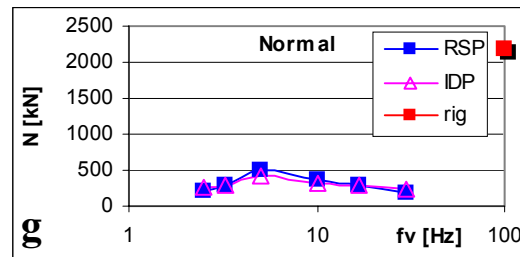
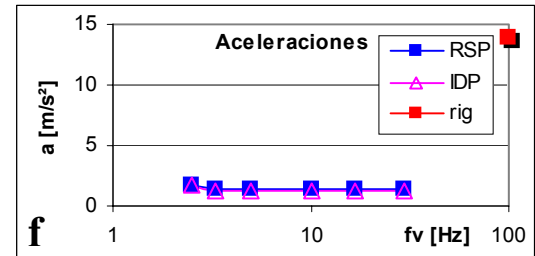
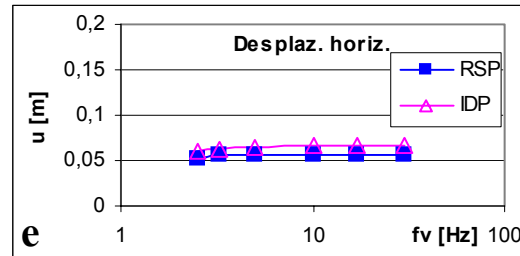
La magnitud final de los máximos de los esfuerzos resultan aproximadamente 50% mayores para el *caso de excitación horizontal y vertical simultánea* respecto del caso de excitación sólo horizontal (ver gráficos k y l). Nótese que para el caso de edificios aislados, donde las señales verticales son a menudo consideradas poco importantes, la excitación vertical puede jugar un rol preponderante respecto de análisis tensional y muy especialmente para emplazamientos cercanos a fallas geológicas, donde la señal sísmica vertical cobra más importancia relativa. Esta escasa consideración tiene probablemente su origen en el hecho de que los esfuerzos en un edificio sin aislar debido a excitación vertical son verdaderamente despreciables frente a los de su par horizontal; compárese los gráficos g y h versus los c y d en las Fig. 12, 13 y 14.

La Figura 15 muestra los desplazamientos (gráficos a, b, c), esfuerzos normales (gráficos d, e, f) y esfuerzos cortantes (gráficos g, h, i) para el caso de excitación H-V simultánea y considerando los espectros de diseño de la norma argentina CIRSOC 103, para suelos tipo I, II, III. Similarmente, la Figura 16 muestra la respuesta estructural considerando la norma chilena NCh 2745 y suelos tipo I, II, III. De esta manera se generalizan los resultados de las Figuras 12, 13 y 14 mediante el uso de espectros envolventes de diseño. Nótese que en general las reducciones en los niveles de esfuerzos respecto de los correspondientes al edificio sin aislamiento (indicados como *rig* a la derecha del gráfico), resultan tan importantes que hacen poco relevantes las diferencias relativas entre los casos GE, GO, GU, especialmente para espectros de suelos rígidos (gráficos d, g, con reducciones del 70%) y menos marcadamente para suelos blandos (gráficos f, i, con reducciones de menos del 50%). Se destaca el caso límite GE5 como particular, ya que las reducciones se ven muy afectadas por el notable aumento de los espectros de desplazamientos para suelos blandos en los periodos correspondientes a los modos pendulares P; ver gráficos f, i, de las Figuras 15 y 16 y la curva PX en la Figura 10a.

Modelo GE



Modelo GO



Modelo GU

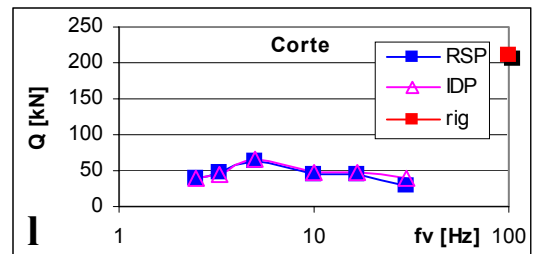
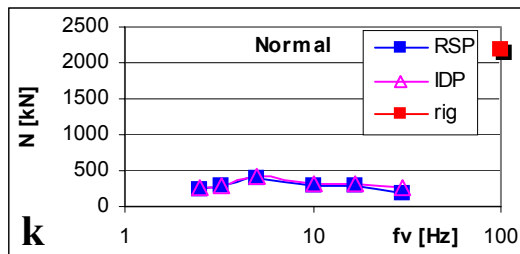
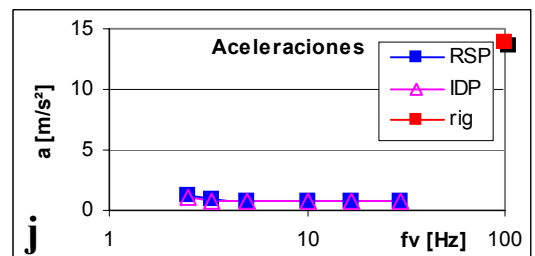
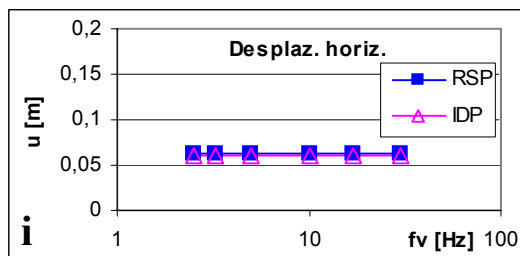
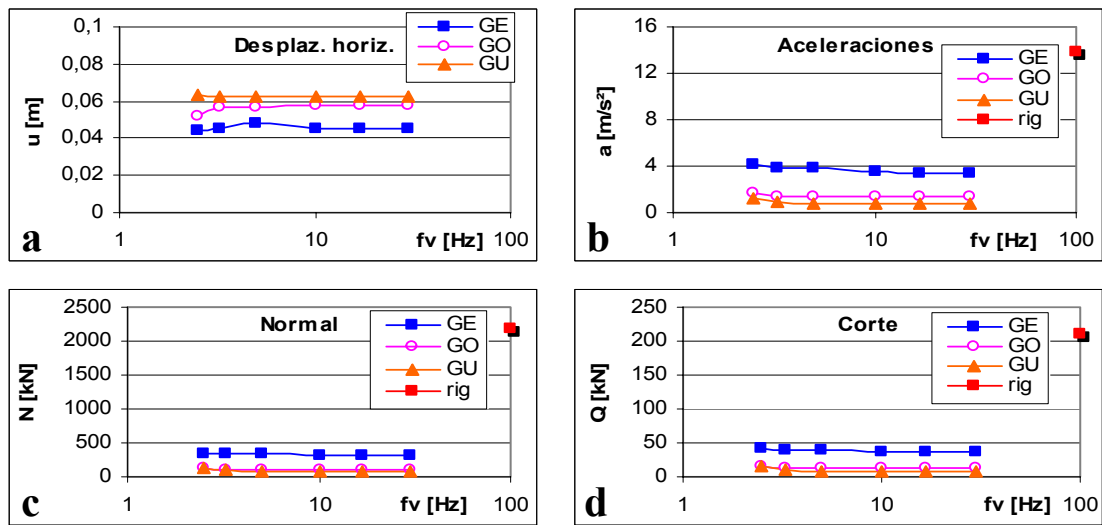
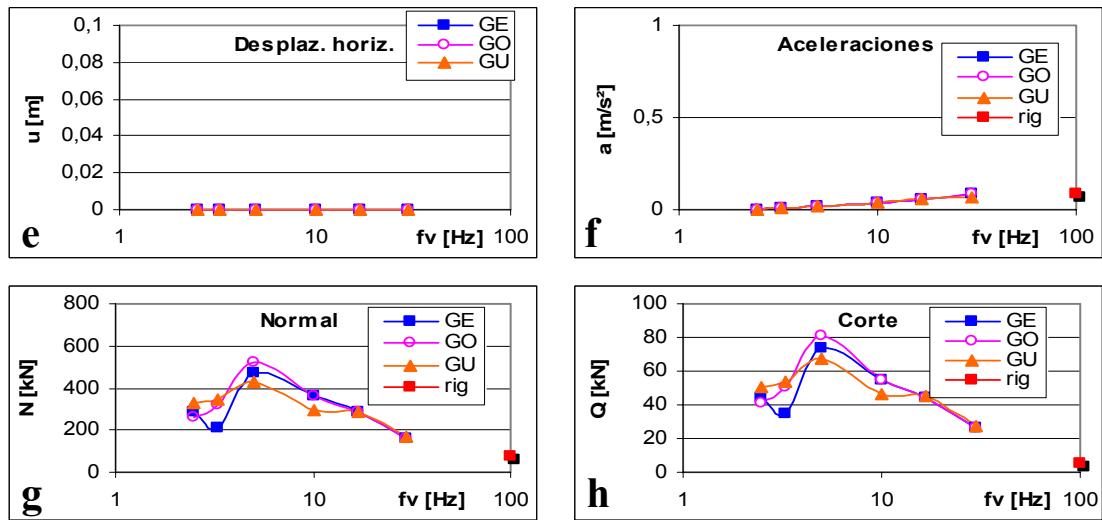


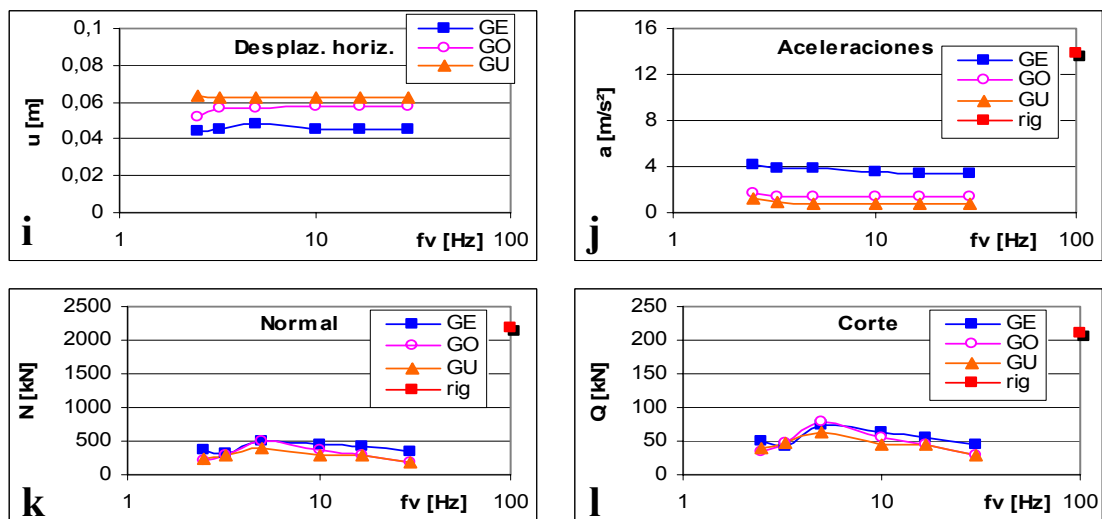
Figura 11: Comparación de resultados obtenidos por integración en el dominio del tiempo (IDT) con espectros de respuesta (RSP), Sismo Kobe, direcciones de excitación H y V simultáneas.



Sismo Kobe, excitación Horizontal



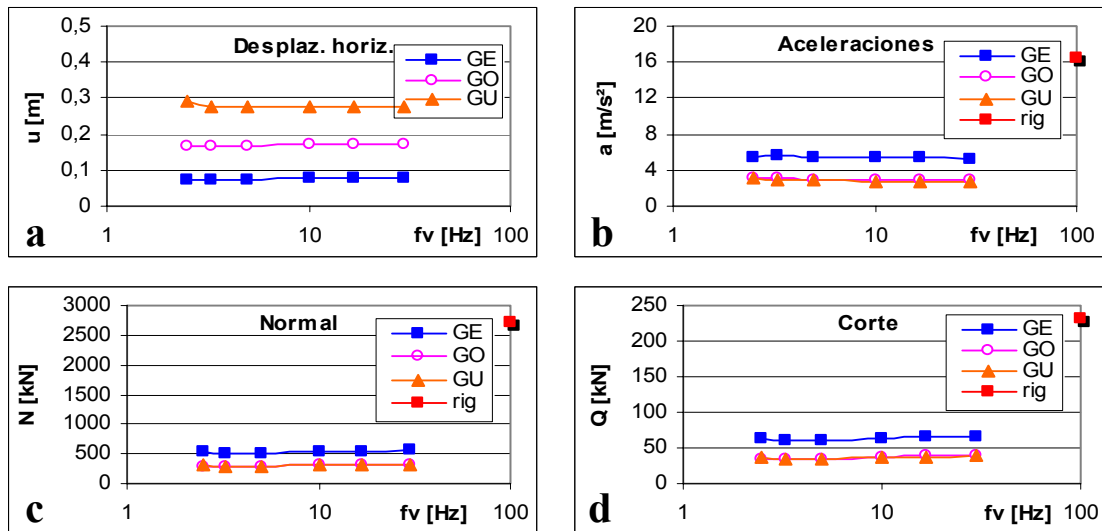
Sismo Kobe, excitación Vertical



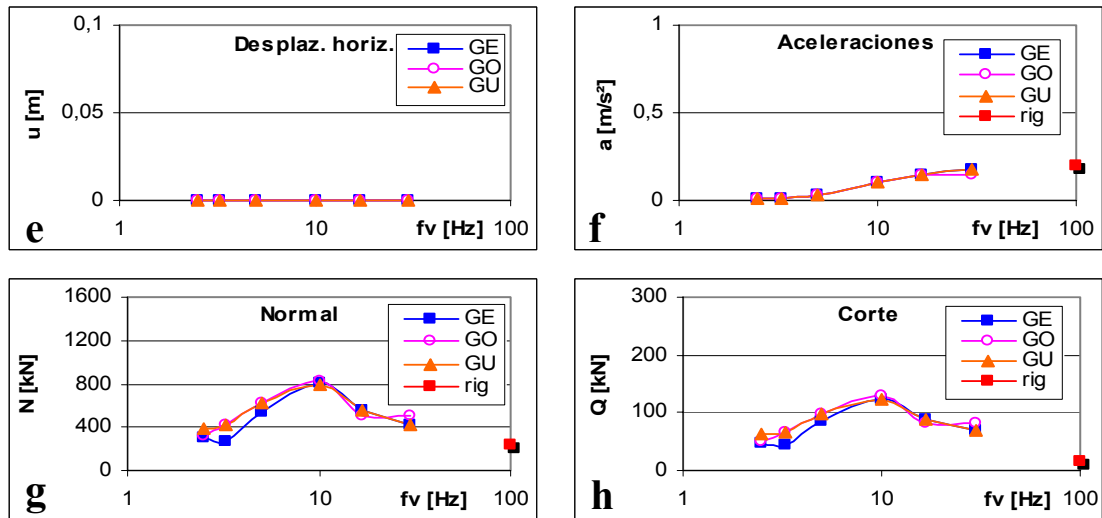
Sismo Kobe, excitación Horizontal y Vertical

**Figura 12: Desplazamientos, aceleraciones, esfuerzo normal y cortante, sismo Kobe.**

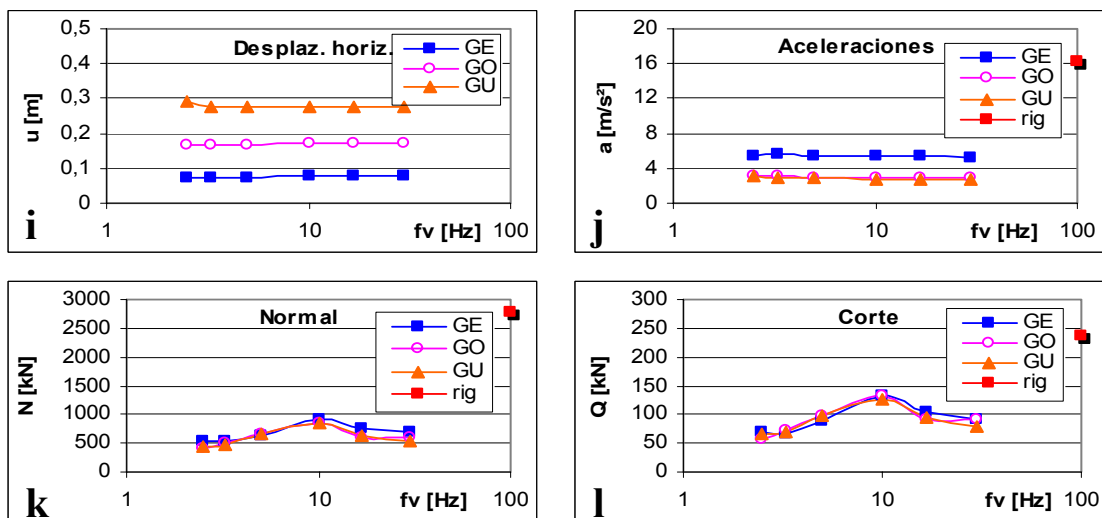




Sismo Tabas, excitación Horizontal

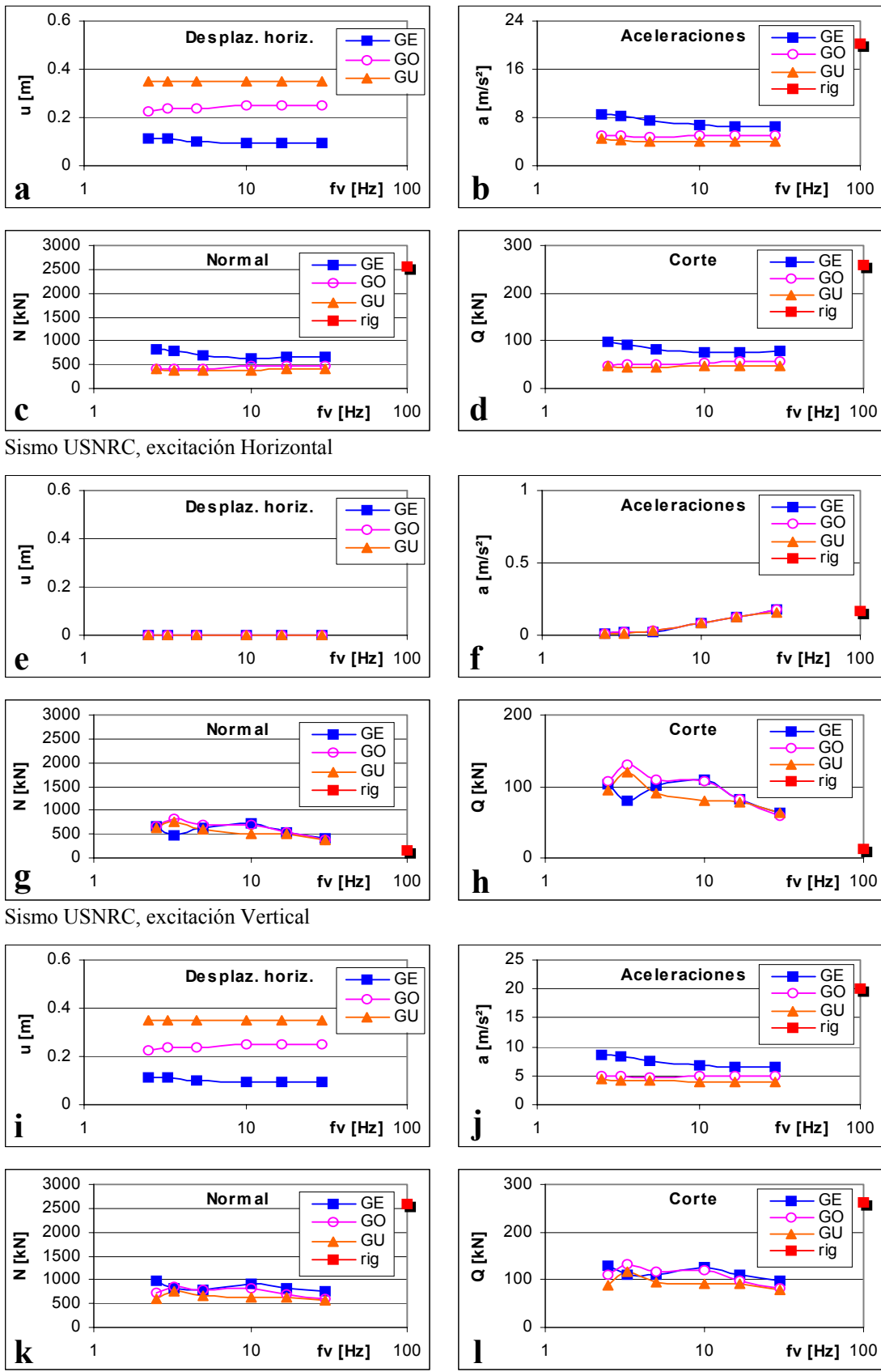


Sismo Tabas, excitación Vertical



Sismo Tabas, excitación Horizontal y Vertical

**Figura 13: Desplazamientos, aceleraciones, esfuerzo normal y cortante, sismo Tabas.**



**Figura 14: Desplazamientos, aceleraciones, esfuerzo normal y cortante, sismo USNRC.**

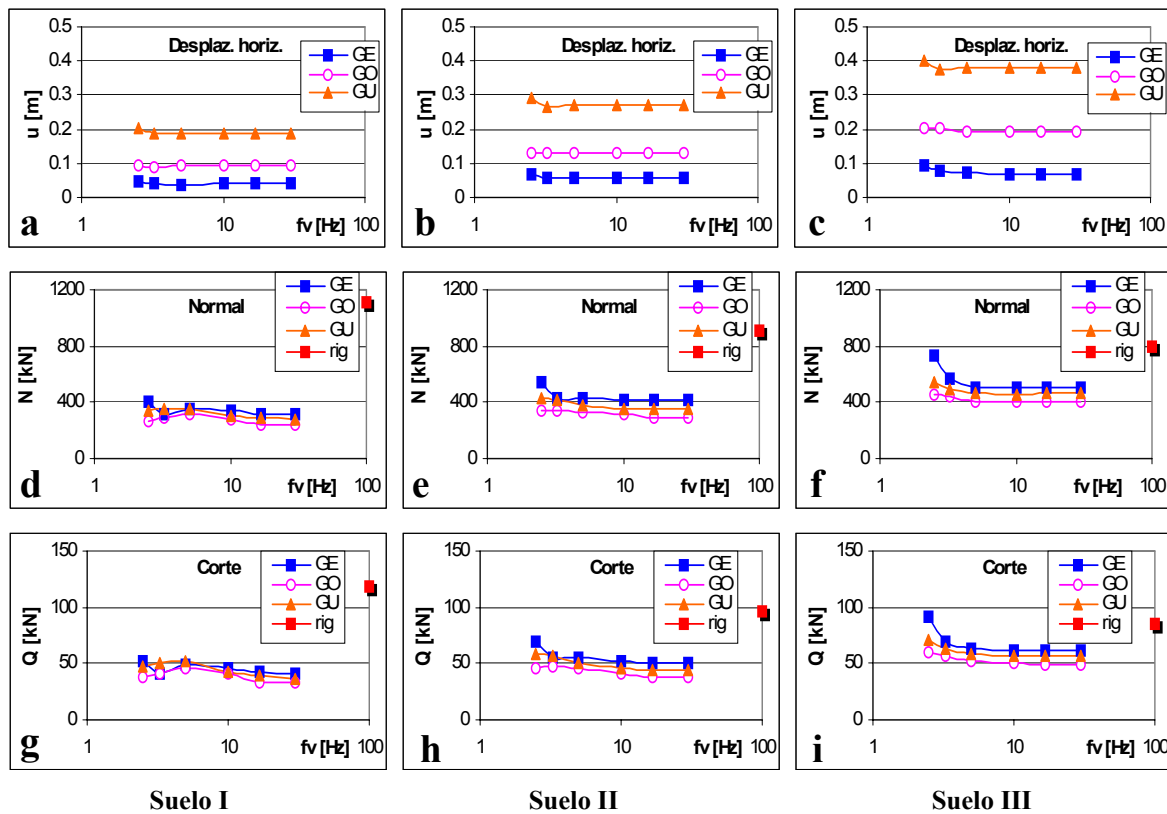


Figura 15: Desplaz., esfuerzo normal y cortante, según CIRSOC 103, excitación horizontal y vertical.

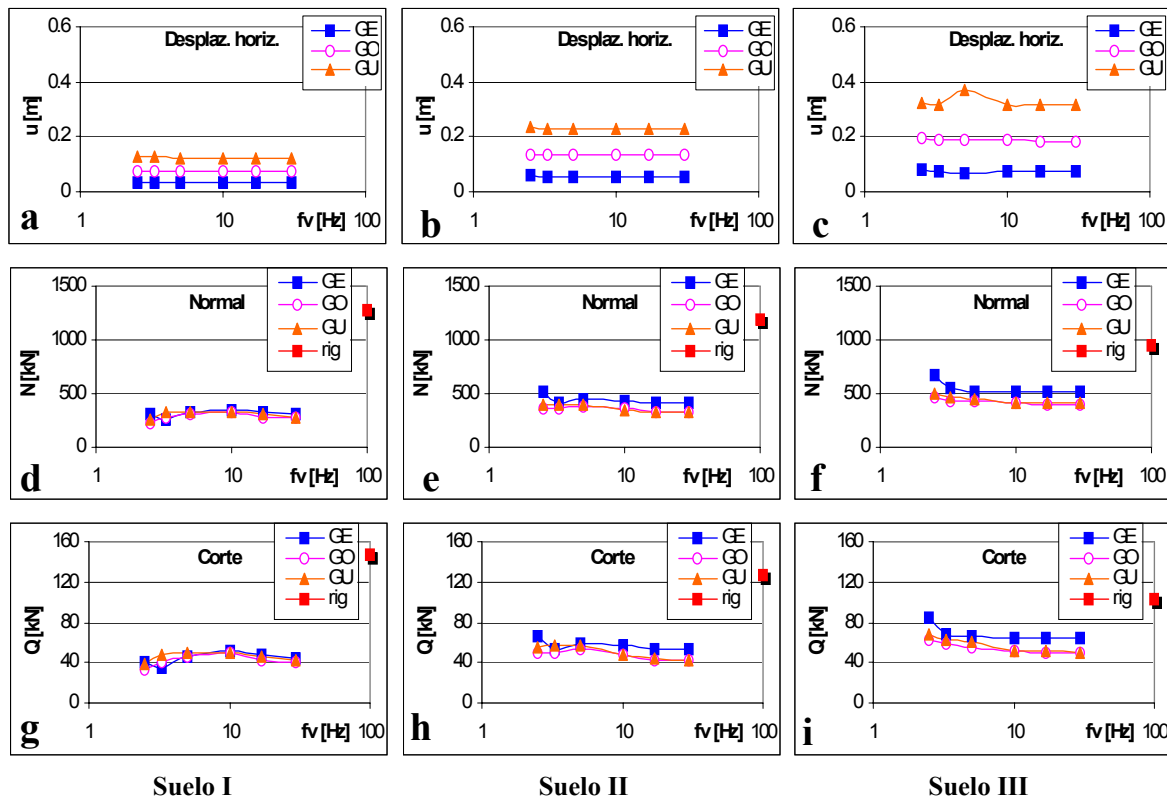


Figura 16: Desplaz., y esfuerzos normal y cortante, según NCh 2745, excitación horizontal y vertical.

## Análisis de esfuerzos en función de la rigidez vertical del sistema de aislamiento

La idea fundamental del aislamiento de base es que un aumento del período horizontal conduce en general a valores de pseudo aceleraciones menores, por lo que la respuesta del edificio es menor en términos de aceleraciones pero mucho mayor en términos de desplazamientos relativos a la base; sin embargo las distorsiones asociadas a estos desplazamientos están a nivel del aislador. A pesar de que los modos del aislamiento no son mayormente distorsivos para el edificio, los esfuerzos debidos a excitación horizontal dependen mayoritariamente de los modos pendulares con polo abajo PX–PY. En la Figura 17 se muestra la contribución de los distintos tipos de modos a los esfuerzos normales (gráficos a, b, c, d) y cortantes (gráficos e, f, g, h) para el caso de los modelos GE4 y GO1, tomados a modo de ejemplo, y discriminando la contribución de la excitación horizontal sola (gráficos a, e, c, g) de la excitación horizontal y vertical simultánea (gráficos b, f, d, h). Los modos tipo P contribuyen en más del 96% a los esfuerzos para el caso de excitación horizontal, siendo los porcentajes menores pero aún predominantes para el caso de excitación V-H simultánea. En segundo lugar siguen las contribuciones de los modos VE para excitación H-V simultánea y las de los modos Q en el caso de excitación horizontal.

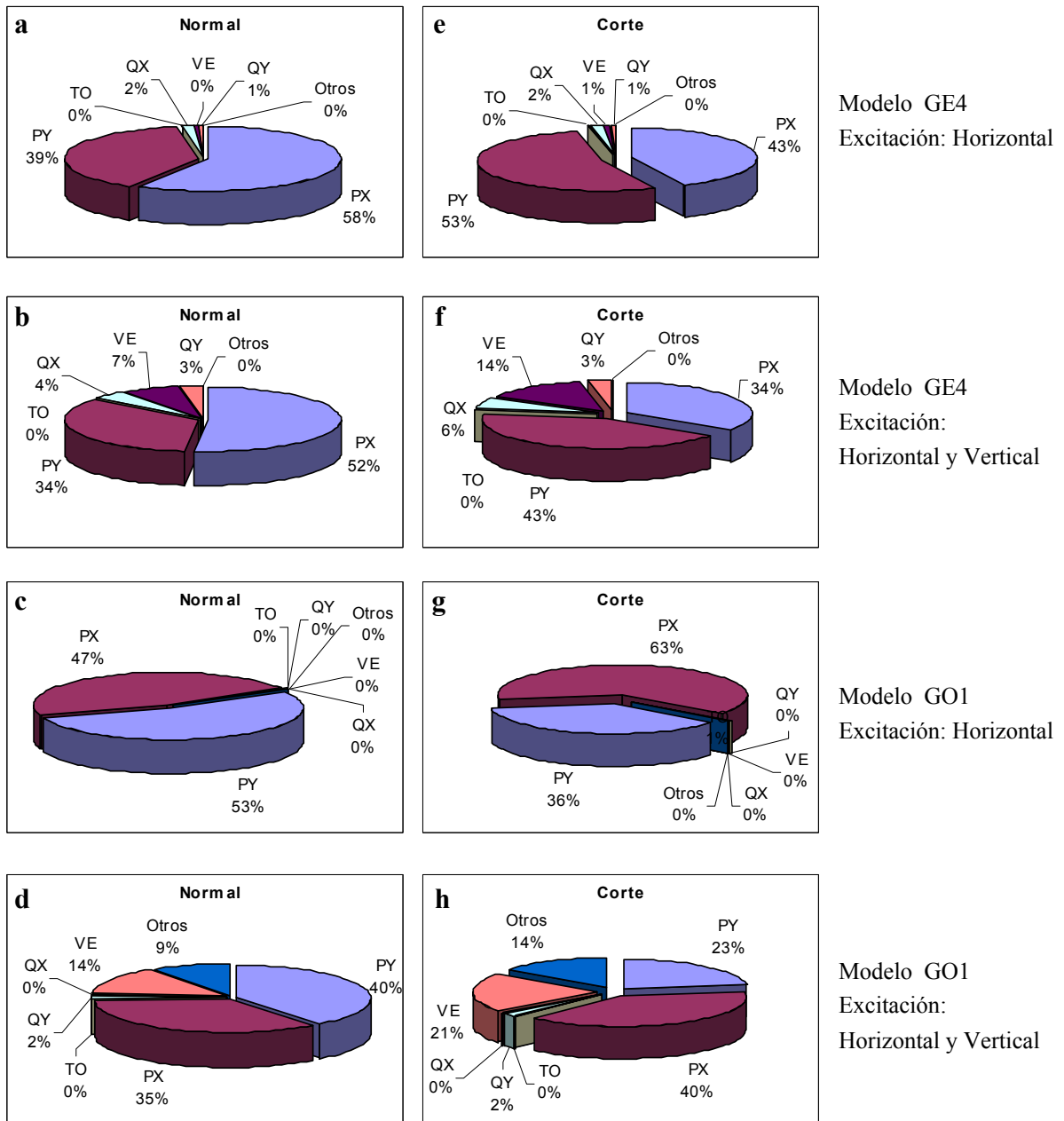
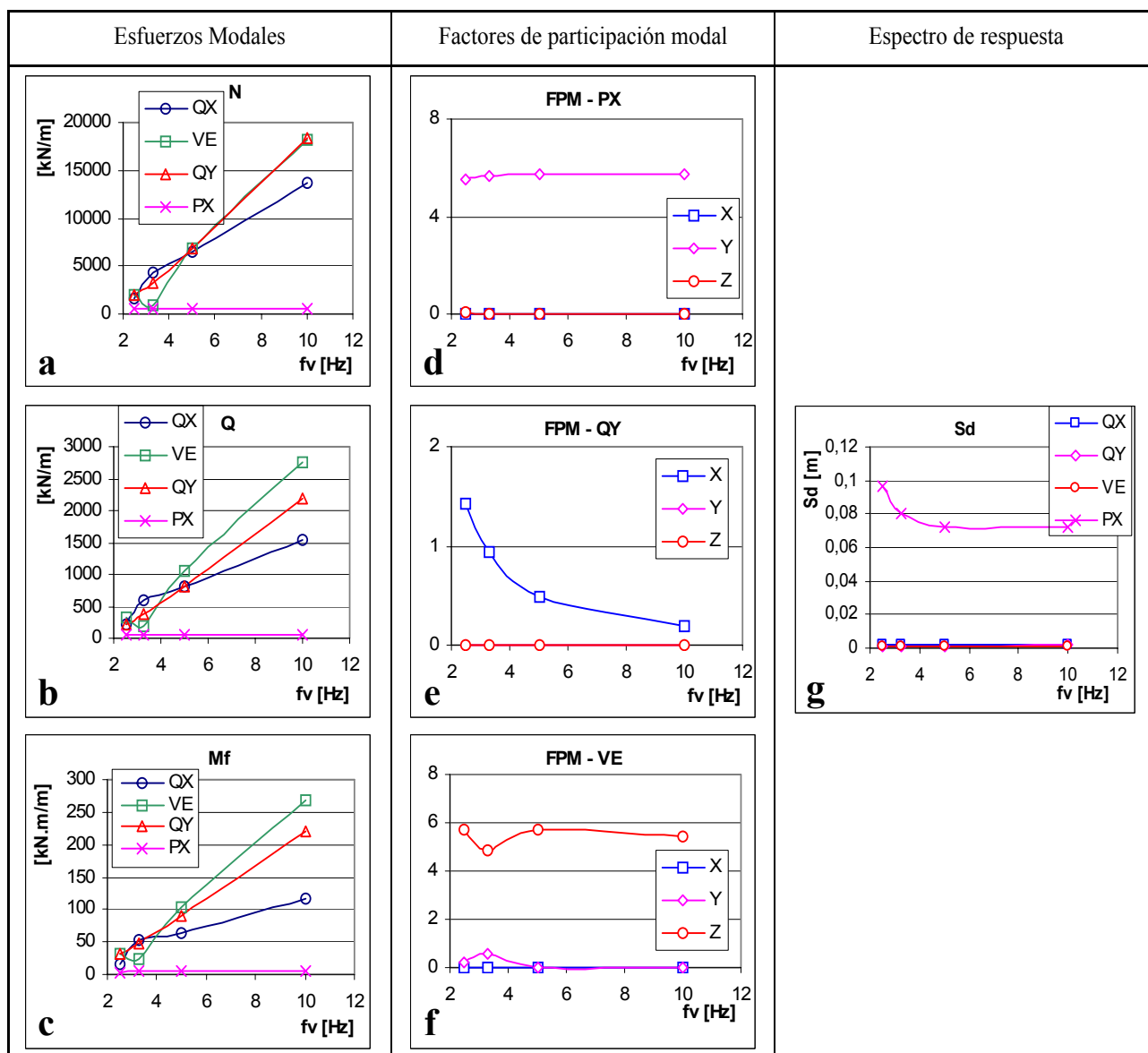


Figura 17: Contribución modal a los esfuerzos, Cirsoc 103 zona 4, suelo II.



**Figura 18: Esfuerzos modales, factores de participación modal FPM para el caso GE y Sd según Cirsoc 103 zona 4 suelo II.**

La columna izquierda de los gráficos de la Figura 18 muestra los esfuerzos modales normales, cortantes y flectores y la columna central los factores de participación modal para los modos PX, QX, QY y VE. Finalmente, a la derecha de la figura se grafican los desplazamientos horizontales según CIRSOC zona 4 suelo II, presentando así a las tres componentes de la ecuación (4) que contribuyen a la formación de esfuerzos.

Como se puede apreciar en las gráficas a, b, c, d de la Figura 18 tanto los esfuerzos modales  $F_{\phi_i}$  como los factores de participación de los *modos P* no sufren variación significativa con la frecuencia  $f_v$  del aislamiento. Las contribuciones de los *modos VE* tienden a disminuir al reducirse la frecuencia vertical del aislamiento debido a la disminución de los esfuerzos modales (ver gráficas a, b, c). Sin embargo, téngase en cuenta que para el caso GE por ejemplo, un aumento de la flexibilidad vertical disminuye el amortiguamiento efectivo del modo P (Tabla 5) debido a la mayor participación de la constante de amortiguamiento vertical, que típicamente es la mitad de la horizontal en amortiguadores viscosos. Analizando en forma similar los esfuerzos modales de los *modos Q* en Figura 18, se observa que una disminución de  $f_v$  reduce favorablemente las sollicitaciones modales, pero por otra parte, los factores de participación modal (FPM) incrementan sus valores compensando de esta manera la tendencia de reducción, además la contribución de los modos Q a la respuesta por excitación H-V simultánea es muy poco significativa. De esta manera se justifica la variación poco significativa de los esfuerzos en función de las rigideces verticales.



## CONCLUSIONES

Se desarrolló un programa de cálculo de respuesta sísmica que alimentado con salidas de programas de elementos finitos permite calcular desplazamientos, aceleraciones y esfuerzos en los miembros estructurales de un edificio con aislamiento de base. El programa utiliza el método de respuesta espectral y determina los amortiguamientos modales del sistema de aislamiento, evitando los cálculos no lineales en el dominio del tiempo que serían necesarios debido a la presencia de amortiguamiento no lineal o no proporcional. Esto permite analizar las contribuciones individuales de cada forma modal considerada.

A través de la incorporación de los espectros de diseño de las normas sísmicas argentinas y chilenas actuales, se puede predecir en forma rápida el valor de las variables de control (usadas para establecer comparaciones), elegidas para distintas configuraciones de aisladores de base, logradas mediante variaciones paramétricas de la rigidez horizontal y vertical.

Para el edificio analizado, se constató una tendencia a obtener menores aceleraciones y mayores desplazamientos para aisladores de rigidez horizontal más bajas, resultando así la selección del aislador una situación de compromiso entre reducir efectivamente las aceleraciones y acotar los desplazamientos máximos. Se verifica que para el caso de edificios provistos de aislamiento de base, los esfuerzos generados por la señal vertical pueden jugar un rol preponderante en el estado tensional respecto a los esfuerzos ocasionados por la excitación horizontal, y muy especialmente en el caso de emplazamientos cercanos a fallas geológicas, donde el espectro V/H presenta valores mayores.

La variación de rigidez vertical no modifica sensiblemente la respuesta sísmica en el rango considerado, los desplazamientos y las aceleraciones tampoco sufren variaciones significativas. Las reducciones en los niveles de esfuerzos, respecto de los correspondientes al edificio sin aislamiento, resultan muy significativas para todos los casos analizados, mientras que las variaciones de rigidez tanto horizontal como vertical de los aisladores provocan cambios en los esfuerzos que son poco relevantes. Se exceptúa el caso de aisladores con frecuencias propias verticales muy cercanas a 2,5 Hz y aplicados en suelos blandos de las normas sísmicas argentina y chilena.

Del análisis paramétrico efectuado queda demostrado y justificado la similar eficiencia en la reducción de esfuerzos de los sistemas BCS y LRB considerados en el proyecto, motivo del presente estudio. Los resultados obtenidos han posibilitado mejorar el entendimiento de la generación de esfuerzos para las excitaciones horizontal y vertical en el edificio en cuestión. En futuras investigaciones se prevé extender el estudio a otras configuraciones geométricas de edificios y ampliar el estudio a otros sistemas de disipación de energía.

## REFERENCIAS

- Bozorgnia, Y. y Campbell, K. (2004). "The vertical-to-horizontal response spectral ratio and tentative procedures for developing simplified V/H and vertical design spectra", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 2, pp. 175-207.
- Constantinou, M.C. y Tadjbakhsh, I.J. (1984). "The optimum design of a base isolation system with frictional elements", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 12, pp. 203-214.
- Harris, C.M. y Piersol, A.G. (2002). *Harris's Shock and Vibration Handbook*, Fifth Edition, Mc Graw Hill.
- Hüffmann G., Nawrotzki P. y Uzunoglu T. (2005). "Statische und dynamische Berechnung von Turbinenfundamenten aus Stahlbeton", *Beton- und Betonstahlbau*, Ernst und Sohn Verlag für Architektur und Technische Wissenschaften, Berlin, Vol. 100, No. 10, pp. 886-896.
- Instituto Nacional de Prevención Sísmica, INPRES (1989). "Microzonificación sísmica del Gran Mendoza", *Instituto Nacional de Prevención Sísmica*, Secretaría de Obras Públicas, Ministerio de Obras y Servicios Públicos, Poder Ejecutivo Nacional, República Argentina.
- Kelly, J.M. y Beucke, K.E. (1983). "A friction damped base isolation system with fail safe characteristics", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 11, pp. 33-56.
- Kelly, J.M. (1993). *Earthquake-Resistant Design with Rubber*, Springer Verlag, London.
- Makris, N. y Deoscar, H.S. (1996). "Prediction of observed response of base-isolated structure", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 5, pp. 485-493.
- Ministry of Works and Development (1983), *Design of Lead-Rubber Bearings*, Civil Division Publication CDP 818/A, Wellington, New Zealand.

- Mokha, A.S., Constantinou, M.C. y Reinhorn, A.M. (1990). "Experimental study and analytical prediction of earthquake response of a sliding isolation system with a spherical surface", *National Center for Earthquake Engineering Research, NCEER-90-0020*, State University of New York, Buffalo.
- Mostaghel, N. y Khodaverdian M. (1988). "Seismic response of structures supported on R-FBI system", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp. 839-854.
- Nagashima, I., Kawamura, S., Kitazawa, K., y Hisano, M. (1987). "Study on a base isolation system", *Proceedings of the Third Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Princeton University, Princeton, New Jersey.
- Nawrotzki, P. (2001a). "Passive control systems for buildings in seismically active regions", *ECCM-2001, European Conference on Computational Mechanics*, Cracow, Poland, June 26-29.
- Nawrotzki, P. (2001b). "Seismic protection of structures by viscoelastic elements", *The Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, Nanyang Technological University, Singapore, Paper N° 1059, December 5-7.
- Skinner, R.I., Robinson, W.H. y McVerry, G.H. (1993). *An Introduction to Seismic Isolation*, John Wiley & Sons, Chichester.
- Stuardi, J.E. (2003). "Dispositivos viscoelásticos para protección sísmica de edificios: residencia estudiantil en Mendoza, Argentina", 6°. *EIPAC Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción*, XI SIBIS Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica, Mendoza, Argentina, 25 al 27 de agosto.
- Tajirian F.F., Kelly J.M. y Aiken, I.D. (1990). "Seismic isolation for advanced nuclear power stations", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, pp. 371-401.
- Tornello, M. y Sarrazin, A.M. (2003). "Desarrollo e implementación de un sistema de aislamiento sísmica para un edificio civil". 6to. *EIPAC Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción*, XI SIBIS Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica, Mendoza, Argentina, 25 al 27 de agosto.
- Wen, Y.K. (1976). "Method for Random Vibration of Hysteretic Systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 102, pp. 249-263.
- Wilson, E.L., Der Kiureghian, A. y Bayo. E.R. (1981). "A replacement for the SRSS method in seismic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 9, pp. 187-192.
- Zayas, V.A., Low, S.S. y Mahin, S.A. (1990). "A simple pendulum technique for achieving seismic isolation", *Earthquake Spectra*, Vol.6, No 2, pp. 317-334.